

II-213 直線礫床河川の安定形状の維持機構とそのスケール

埼玉大学 池田駿介 ミネソタ大学 Gary Parker 東京電力 千代田持明 福島県庁 木村善孝

1. 動的安定形状とその維持機構

河川の横断形状についてはLameの静的安定理論が知られているが、この理論では水中安息角が指定されると川幅/水深比が一義的に決定(40°であれば4.52)され、現実に存在する河川の形状を全く説明できない。従って、流路中央部で流砂が存在し、側岸部は静的安定状態にある動的安定を考える必要がある。このとき、流路

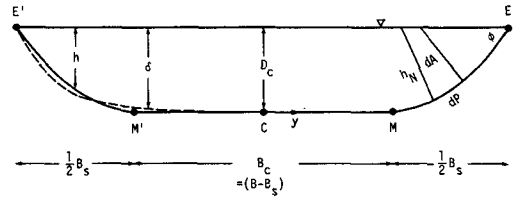


Fig. 1. Definition sketch

中央部では横断方向に傾きがあれば横断方向流砂量が生じるので、中央部は平坦でなければならぬ。従って、Fig. 1のM点で限界掃流力となるようにすればよい。このとき剪断力の見積りに断面分割法を用いると、流路中央部でも限界状態となる。逆に、中央部で流砂が存在するとM点(および側岸部の一部)でも流砂量が存在することになり、川幅は無限なく広がって行くことになる。このような矛盾を解決するには乱れによる横断方向への運動量輸送を考慮して剪断力を求める必要がある。Parker¹⁾は以上の考察から次のように剪断力分布を求めている。

$$\frac{\delta}{D_c} = 1 - \epsilon \frac{\gamma(1+2\epsilon)}{\sinh\theta + \cosh\theta} \cosh\left(\frac{1}{\sqrt{\epsilon}} \frac{y}{D_c}\right) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\delta = \tau/\rho g S$; $\epsilon = (2D_c/B_s)^2$; $\theta = (1-\epsilon)/(\sqrt{\epsilon}E_1/\sqrt{\epsilon})$; $E_1 = B_s/B$; γ は

$$\gamma = \left[\frac{1}{12} \ln\left(30 \frac{D_c}{R}\right) - \frac{5}{12} \right] \left[1 + \frac{1}{2 \ln\left(30 \frac{D_c}{R}\right) - \frac{17}{3}} \right]; \quad \delta = \frac{(\cos^{-1}r)^2}{2(1-r)} \dots\dots\dots (2)$$

であり、 $r = 0.714 + (\text{水中安息角 } 40^\circ \text{ に相当する})$; R = 相当粗度である。このとき、 $\gamma = 1.05$, $\epsilon = 0.196$ となる。このような形状をとるとき、湖辺長 P , 横断積 A , 径深 R は D_c/B_c の2次以上のオーダーを無視して以下となる。

$$P = (1 + 5.048 \frac{D_c}{B_c}) B_c; \quad A = (1 + 2.982 \frac{D_c}{B_c}) D_c B_c; \quad R = \frac{A}{P} \approx (1 - 2.066 \frac{D_c}{B_c}) D_c \dots\dots\dots (3)$$

2. 安定水深

式(1)において、M点、 $y = (B - B_0)/2$ で限界掃流力 τ_{chr} となるようにとれば、流路中心における剪断力 τ_c と τ_{chr} の比は $E_1 = B_s/B$ と D_c/R の関数となるが、 $E_1 < 0.6$ では τ_c/τ_{chr} は一定となり、又 D_c/R に対しては非常に弱い関数となる ($D_c/R = 100$ で $\tau_c/\tau_{chr} = 1.27$; $D_c/R = 5$ で $\tau_c/\tau_{chr} = 1.20$)。従ってここでは平均的に $\tau_c^* = 1.23 \tau_{chr}^*$ $\dots\dots\dots (4)$

とする。ここに、 $\tau_c^* = \rho g D_c S / (B_s - \rho) g d_i$; $\tau_{chr}^* = \tau_{chr} / (B_s - \rho) g d_i$ である。本研究では混合砂を挟つ河床を考えているので、 τ_{chr}^* は Egiazaroff の表示法を用いて

$$\tau_{chr}^* = 0.05 / [\log_{10}(19 d_i/d_{50})] \dots\dots\dots (5)$$

を用いる。側岸部では静的平衡状態となるので、アーマートが形成される。従って、大きい粒子が現象を支配しており、ここでは $d_i = d_{q0}$ とする。式(4), (5) から中心部の水深は

$$D_c = 0.0615 (\log_{10} 19 d_i)^{-2} R_s \sigma d_{50} S^{-1} \dots\dots\dots (6)$$

となる。ここに $\sigma = d_{q0}/d_{50}$ である。

3. 安定幅

水深が局所的な断面剪断力分布から得られたのに対し、流路幅を求めるには流路全体としての力の釣り合い式を用いねばならない。Keuleganの概式、 $U/U_* = 2.5 \ln(11R/R_s)$ に、式(2)を代入し、 $(D_c/B_c)^2$ 以上のオーダー

一の微小項を無視し, Kellerhals²⁾, Bray³⁾ うに従い, $k = 1.5 d_{90}$ とすれば, 水路幅 B を与える式として次式を得る。式中の D_c は式(5)から与えられる。

$$B = \frac{Q}{D_c \sqrt{3D_c} 2.5 \ln(7.333 \frac{D_c}{\sigma d_{50}})} + \left[2.571 + \frac{2.066}{\ln(7.333 \frac{D_c}{\sigma d_{50}})} \right] D_c \dots\dots\dots (7)$$

4. 実験値との比較

d_{50} は同一であるが, σ の異なる四種類の砂を用いて実験を行った。結果をまとめ, Figs. 2, 3に示す。図中(a)は均一砂($\sigma=1$)と仮定した場合, (b)は混合砂としたものであり, 混合砂の効果を取り入れる必要があることが知られる。

5. 野外測定値との比較

Fig. 4は Kellerhals²⁾, Bray³⁾, Lane & Carlson⁴⁾ によって得られている野外測定値と理論との比較を示している。両者の一致は広い範囲にわたり, 極めて良好である。式(5), (7)を Similarity collapse を行い, π を表示すると次のようになる。

$$D_c = 0.062 d_{50} S^{-1} \sigma^{0.431} \dots\dots\dots (8)$$

$$B = 12.4 \left(\frac{Q}{\sqrt{g} d_{50}^3} \right)^{-0.014} S^{0.11} \sigma^{-0.5} \times Q g^{-0.5} d_{50}^{-1.5} S \dots\dots\dots (9)$$

式(8), (9)は山本⁵⁾が本邦河川の低水路から得た経験則とほぼ一致しており, 興味深い。

参考文献

- 1) Parker, G., JFM, 89, Part 1, 1978.
- 2) Kellerhals, R., ASCE, 93, WWI, 1967.
- 3) Bray, D. I., ASCE, 105, HY9, 1979.
- 4) Lane & Carlson, Proc. IAHR, Minnesota, 1953.
- 5) 山本 晃一, 東京工業大学学術論文, 1985.

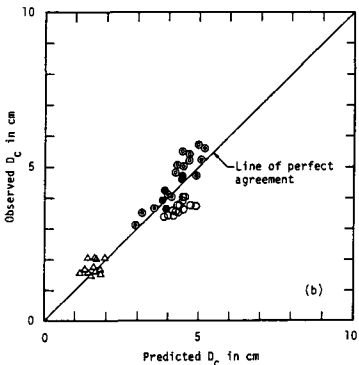
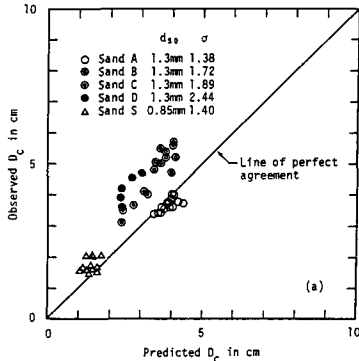


Fig. 2 Test of Eq. 6

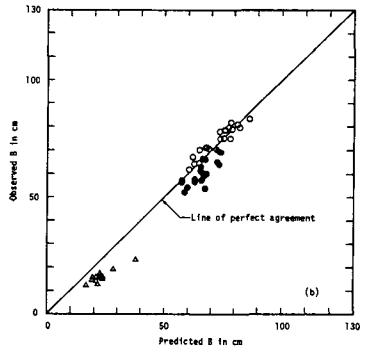
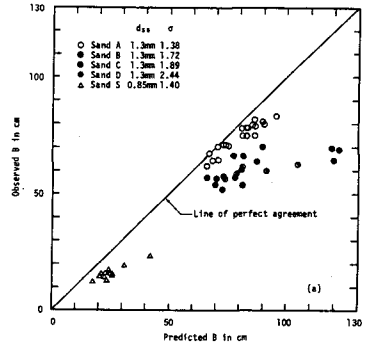


Fig. 3 Test of Eq. 7

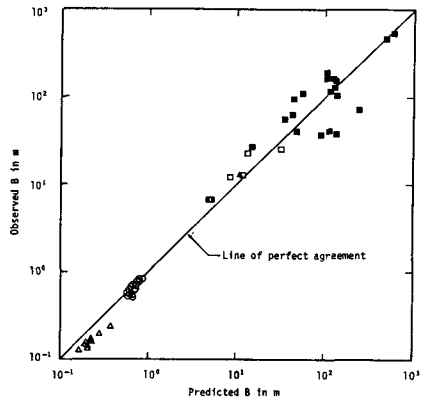
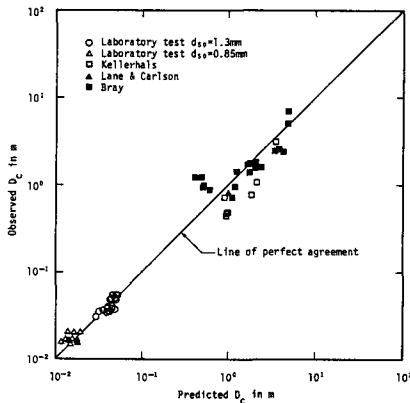


Fig. 4 Test of Eqs. 6 and 7 by field data.